

Sous la direction de

B. Sultan, A. Y. Bossa,
S. Salack, M. Sanon

Risques climatiques et agriculture en Afrique de l'Ouest



Fonctionnement hydrologique et hydraulique du bas-fond réaménagé de Bankandi (Province du Ioba, Burkina Faso)

*Jean HOUNKPÈ, Aymar Y. BOSSA,
Yacouba YIRA, Jean-Louis FUSILLIER,
Arnold S. DA, Amadou KEITA*

Contexte de l'étude

Le projet Generia intervient au Burkina Faso dans la province du Ioba, région du Sud-Ouest, où une diversité de modèles d'aménagements de bas-fonds a été mise en œuvre pour une maîtrise partielle de l'eau. Le modèle le plus courant est celui des « diguettes en courbes de niveau » (DCN), généralement renforcées par empierrement avec possibilité de réguler l'eau par des pertuis. Conçu dans les années 1970 et 1980 pour faire face aux sécheresses survenues à cette période, ce modèle DCN apparaît actuellement confronté dans de nombreux sites de la région à des problèmes d'engorgement des sols. Les raisons de l'insuffisance de drainage peuvent être variées : inadaptation au site compte tenu d'un possible changement de conditions climatiques avec des années plus humides depuis la décennie 2010, mauvaise conception locale ou malfaçon dans la construction (pertuis insuffisants, non-respect des courbes de niveaux, dénivelé trop important dans les parcelles).

Un site illustrant ces problèmes de drainage a été étudié en 2017 : le bas-fond de Bankandi dans la commune d'Oronkoua, aménagé en 2005 sur une superficie de 22 ha, et devenu inexploitable par excès d'eau depuis 2009. Des actions correctives ont été engagées début 2018 avec le creusement de canaux afin de faciliter le drainage. La question qui se pose alors est celle du maintien de fonctionnalité des DCN pour conserver de l'eau et de l'amélioration apportée par les canaux pour réguler les lames d'eau sans entraîner un excès de drainage. Pour y répondre, un diagnostic du fonctionnement hydrologique du bas-fond et de la contribution du nouvel aménagement à la gestion des risques hydriques, tant d'inondation que de sécheresse, a été engagé.

Le présent chapitre vise à apporter une contribution à ce diagnostic en apportant des éléments de caractérisation des canaux et de leur gestion par les usagers compte tenu de leurs objectifs en riziculture (régulation des lignes d'eau par la pose de bâtardeaux, ouverture de brèches pour irriguer les casiers...). L'objectif principal de cette étude est de caractériser le fonctionnement hydrologique et hydraulique du bas-fond réaménagé de Bankandi et de trouver le compromis entre drainage et conservation de l'eau afin de pondérer les aléas hydroclimatiques.

Zone d'étude

La zone d'étude est le bas-fond de Bankandi, situé dans la province du Ioba. La superficie totale du bassin versant correspondant à l'exutoire du bas-fond est d'environ 20,85 km². Le bassin versant alimentant le bas-fond par l'amont nord a une superficie de 11,24 km², tandis que celui correspondant à l'amont ouest du bas-fond est de 6,36 km² (fig. 1).

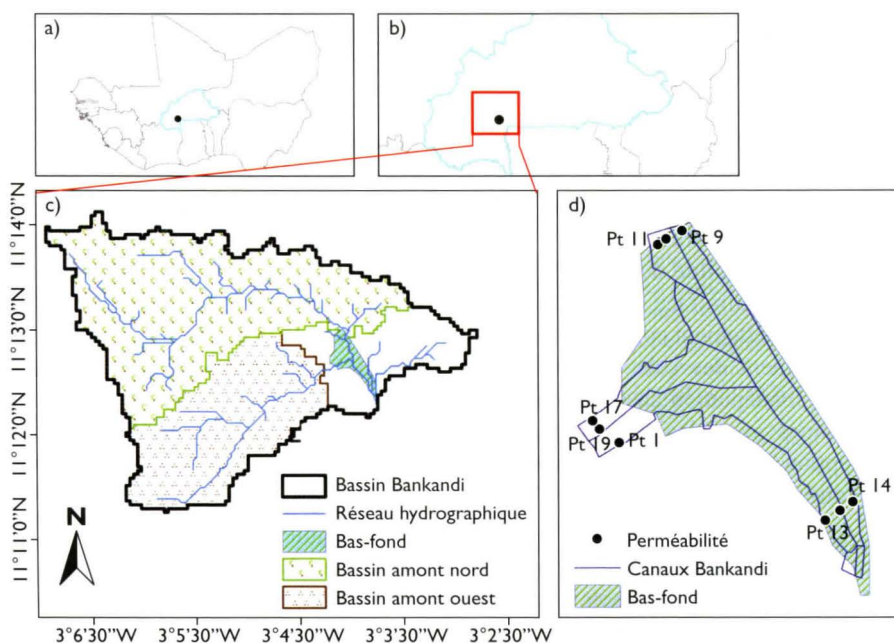


Figure 1.

Zone d'étude avec sa localisation en Afrique de l'Ouest (a) et au Burkina Faso (b) ; les différents bassins versants (c) alimentant le bas-fond (d) avec leurs réseaux hydrographiques incluant les points de mesure de la perméabilité nommés Pt.

Le climat de la zone d'étude est identique à celui de la région du Sud-Ouest. Bankandi est en effet soumis à un climat tropical de type sud-soudanien, caractérisé par deux grandes saisons : (1) une saison humide ou hivernale d'avril à septembre, caractérisée par les vents chauds et humides de la mousson ; (2) une saison sèche d'octobre à mars-avril, caractérisée par des vents chauds et secs ou « harmattan ».

Méthodologie

Évolution du statut hydrique du bas-fond

Le statut hydrique d'un bas-fond est entre autres fortement lié à la perméabilité du sol. Ainsi donc, un sol assez perméable induira une forte infiltration et, par conséquent, une recharge assez importante de la nappe. En période de poche de sécheresse, Il y aura moins d'eau dans les couches superficielles du sol pour alimenter les cultures en dehors des remontées de la nappe (si elle n'est pas profonde). L'infiltration est donc un processus assez caractéristique du statut hydrique du sol. Différentes méthodes existent pour quantifier la perméabilité du sol au niveau d'un aménagement hydroagricole, parmi lesquelles la quantification *in situ* et la quantification au laboratoire à partir d'échantillons de sol prélevés sur le terrain. La mesure de l'infiltration au niveau de l'aménagement de Bankandi a été effectuée en utilisant une méthode de quantification *in situ*, plus précisément le test du double anneau (fig. 2). Le test consiste à placer deux anneaux sur la surface à tester et à les remplir d'eau de manière à avoir une hauteur d'eau constante aussi bien dans l'anneau intérieur que dans l'anneau extérieur (CRR, 2019). Durant tout l'essai, les temps de vidange sur une hauteur d'eau de ± 1 mm dans l'anneau intérieur sont mesurés et enregistrés. La vitesse d'infiltration ou perméabilité (exprimée en m/s) est égale à la



Figure 2.

Mesure de la perméabilité du sol par la méthode du double anneau (a) et détermination de la topographie des canaux à l'aide d'une échelle graduée (b) et d'une mire (c) sur le bas-fond de Bankandi.

quantité d'eau qui pénètre dans le sol par unité de surface et par unité de temps. L'échantillon des tests d'infiltration est constitué de 20 points répartis sur l'ensemble de l'aménagement.

Fonctionnement hydrologique de l'aménagement

Plusieurs méthodes existent pour déterminer les débits de retour d'un aménagement. En cas de disponibilité d'observation de débits sur une période plus ou moins longue (30 ans au moins), une analyse fréquentielle peut être effectuée pour déduire les quantiles correspondant à différentes périodes de retour. L'approche de modélisation hydrologique peut être aussi envisagée pour simuler les débits à long terme à partir d'une série longue de précipitations (30 ans) et des données observées de débits sur une période pouvant servir au calage et à la validation du modèle hydrologique considéré. En cas de non-disponibilité de données de débits, comme c'est le cas dans cette étude, le calcul des débits correspondant à différentes périodes de retour peut s'effectuer à partir de la formule rationnelle dont l'expression est la suivante (BERNADOTTE, 2006) :

$$Q = CIA/360$$

Avec C le coefficient de ruissellement du bassin versant, A sa superficie, I l'intensité de la pluie de période de retour T et Q le débit de retour correspondant. La superficie du bassin est déterminée à partir du modèle numérique de terrain. Pour raison de simplicité, le coefficient de ruissellement du bassin versant incluant l'emménagement (voir fig. 1) a été considéré. L'intensité de la pluie correspondant à différentes périodes de retour (2, 5, 10, 20 ans) a été déterminée à partir de la pluie annuelle maximale à la station de Boromo et à celle de Gaoua respectivement en considérant la distribution de Gumbel.

Fonctionnement hydraulique de l'aménagement

L'évaluation du fonctionnement hydraulique de l'aménagement consiste à déterminer la capacité des canaux à drainer les eaux de surface (correspondant à différentes périodes de retour) arrivant par les zones amont nord et amont ouest du bas-fond, d'une part, et son potentiel à irriguer les cultures, surtout pendant les poches de sécheresse. À ce sujet, il a été procédé à la mesure des caractéristiques des canaux (sur différents tronçons de l'aménagement) que sont la largeur en gueule L , la base b , la hauteur du canal h , la hauteur du cavalier. La coupe transversale du canal trapézoïdale est représentée sur la figure 3.

Pour le calcul des débits susceptibles d'être drainés par un canal, différentes formules existent dans la littérature (GARDIA 2012 ; KERLOCH, 2015). Dans cette étude, nous avons utilisé la formule de Manning-Strickler pour évaluer le débit maximal susceptible d'être drainé par les canaux des différents tronçons. Cette formule s'écrit sous la forme :

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = K_s * S * Rh^{(2/3)} * \sqrt{I}$$

avec $K_s = \text{rugosité}$; $S = \text{section mouillée}$; $Rh = \frac{S}{P}$; $P = \text{périmètre}$; $I = \text{pente}$

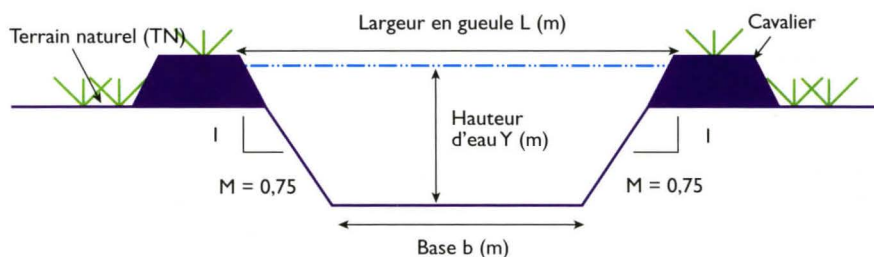


Figure 3.
Caractéristiques d'un canal quelconque au niveau du bas-fond.

Les canaux de la zone d'étude sont rectilignes, construits en terre et partiellement enherbés sans végétation arbustive (voir fig. 1). Le coefficient de rugosité K_s correspondant à ces types de canaux est d'environ 40 (Sic G-eau, 2019). La section mouillée et le rayon hydraulique du canal se déduisent des mesures des caractéristiques des canaux décrits *supra*.

Pour l'évaluation de la pente de chaque canal, une campagne topographique a été réalisée dans le bas-fond de Bankandi où les mesure des distances et dénivelés ont été réalisées à l'aide d'une mire topographique, d'un décimètre et d'une lentille à résolution modifiable. La mesure des différences de niveau a été effectuée à un pas régulier de 20 m sur chaque tronçon des canaux avec un cheminement aller-retour sur les deux points extrêmes de chaque canal. La mire était à chaque fois placée dans le fond du canal à chaque point de mesure, puis l'appareil était stationné sur le cavalier pour la lecture du niveau.

Résultats et discussion

Évolution du statut hydrique du bas-fond : tests d'infiltration

Les évènements pluvieux récurrents au cours de la période des mesures induisent un état de saturation acceptable du sol pour effectuer les tests d'infiltration. Cependant, l'intrusion des eaux de pluie dans les doubles anneaux a été significativement limitée en guettant des périodes propices pour la réalisation des tests. De la base de données de 20 tests d'infiltrations effectués sur le terrain, neuf points ont été retenus par des critères d'analyse très objectifs. Tous les essais de mesures de perméabilité perturbés par les averses (temps de mesure inférieurs à six (06) heures) ont été simplement annulés. Les neuf points de mesure retenus se fondent sur la durée totale de l'essai (supérieure ou égale à sept (07) heures). L'idéal aurait été que le temps pour chaque essai soit compris entre huit (08) et soixante-douze (72) heures. Le temps de mesures de la perméabilité sur la zone d'étude varie de 7,5 heures à 37 heures. L'analyse des résultats indique que la perméabilité varie :

- de $7,3 \pm 0,1$ à $22,7 \pm 0,2$ mm/h dans la partie amont nord du bas-fond aménagé de Bankandi ;
- de $7,0 \pm 0,1$ à $34,7 \pm 0,5$ mm/h dans la partie amont ouest ;
- de $38,3 \pm 0,3$ à $94,1 \pm 0,4$ mm/h dans la partie aval du bas-fond.

Sur la base des études antérieures en lien avec les vitesses d’infiltration de base, les différentes parties du bas-fond d’étude peuvent être classées. Les tests d’infiltration effectués sur l’aménagement ayant conduit à différentes gammes de vitesse d’infiltration permettent de connaître la constitution approximative de la couche de sol à ces endroits. Le tableau 1 ci-dessous récapitule les résultats des neuf tests retenus. Pour la zone d’étude, la perméabilité varie de 7,00 à 94,08 mm/h. Ces coefficients de perméabilité sont caractéristiques d’un sol peu perméable à très perméable.

Tableau 1.
Classification des sols suivant leur perméabilité (Cerema 2014, FAO Training 2019).

Nature du sol	Sol argileux	Sol argilo-limoneux	Sol limoneux	Sol sablo-limoneux	Sol dominante sableuse
Perméabilité	Imperméable	Très peu perméable	Perméable médiocre	Moyennement perméable	Très perméable
Coefficient de perméabilité	$K_{sat} < 7$	$7 < K_{sat} < 15$	$15 < K_{sat} < 20$	$20 < K_{sat} < 40$	$K_{sat} \geq 40$

Les essais Pt1, Pt11, Pt10, Pt17 de par la valeur de leur Ksat correspondent à des sols peu perméables de type argilo-limoneux. Les essais Pt9, Pt19, Pt14 présentent un sol moyennement perméable indiquant qu’ils correspondent au sol de type sablo-limoneux. Les essais Pt12, Pt13 correspondent à des sols très perméables indiquant des types de sol à dominance sableuse.

Fonctionnement hydraulique de l’aménagement

CAMPAGNE TOPOGRAPHIQUE

Le tableau 2 présente les caractéristiques des canaux de Bankandi en termes de variation de niveaux altimétriques des tronçons ainsi que de distance de chaque tronçon puis de pente correspondante. Les pentes varient de 0,26 % à 0,63 % indiquant une faible variation de l’altitude le long des canaux.

Tableau 2.
Caractéristiques moyennes des huit tronçons de Bankandi.

Tronçon	T 1	T 2	T 3	T 4	T 5	T 6	T 7	T 8
Delta Z (m)	1,39	5,69	6,99	4,44	0,474	1,09	5,44	2,47
Longueur (m)	220,00	1 036,60	1 260,00	839,00	180	320,00	1 381,80	740,00
Pente (%)	0,63	0,55	0,55	0,53	0,26	0,34	0,39	0,33

Cette variation de l'altitude au niveau des canaux est cependant suffisante pour induire un écoulement amont-aval. La plus forte pente est observée au niveau du canal sud de l'amont ouest du bas-fond suivie par le canal central de l'aménagement (fig. 4). La plus petite pente est observée au niveau de l'arrêt 2 de l'amont nord du bas-fond.

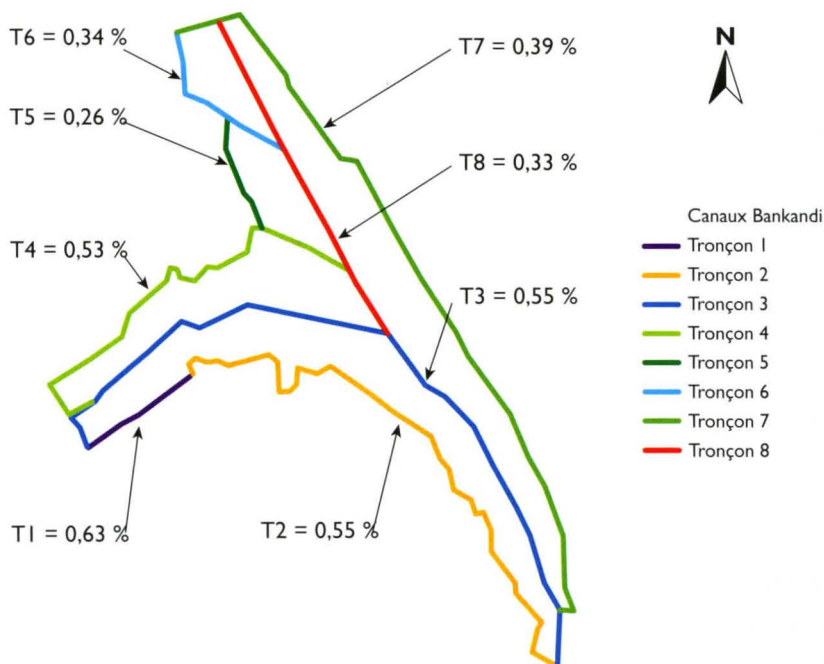


Figure 4.
Répartition des pentes moyennes au niveau du bas-fond de Bankandi.

ÉVALUATION DES DÉBITS SUSCEPTIBLES D'ÊTRE DRAINÉS PAR LES CANAUX DE L'AMÉNAGEMENT

L'application de la formule de Manning-Strickler aux différents canaux de l'aménagement a permis de calculer les débits susceptibles d'être évacués par les différents canaux de l'aménagement (fig. 5). Étant donné l'état de dégradation avancée des cavaliers de l'aménagement dû aux pluies diluviennes de juillet 2018, le calcul des débits drainables par les canaux se base sur leur profondeur. Ainsi donc, au niveau de l'amont ouest, les canaux ont des capacités de drainage variant entre 0,77 m³/s (canal latéral gauche) et 2,06 m³/s (canal central ouest). La capacité totale des canaux de l'amont ouest est donc de 3,63 m³/s. Au niveau de l'amont nord, les capacités de drainage des canaux varient entre 0,63 m³/s (canal latéral gauche) et 1,54 m³/s (canal central nord). Combinés ensemble, ces canaux ont une capacité totale de drainage de 2,83 m³/s. Les débits susceptibles d'être drainés par les canaux aval et quelques arrêtes de l'aménagement ont été aussi déterminés.

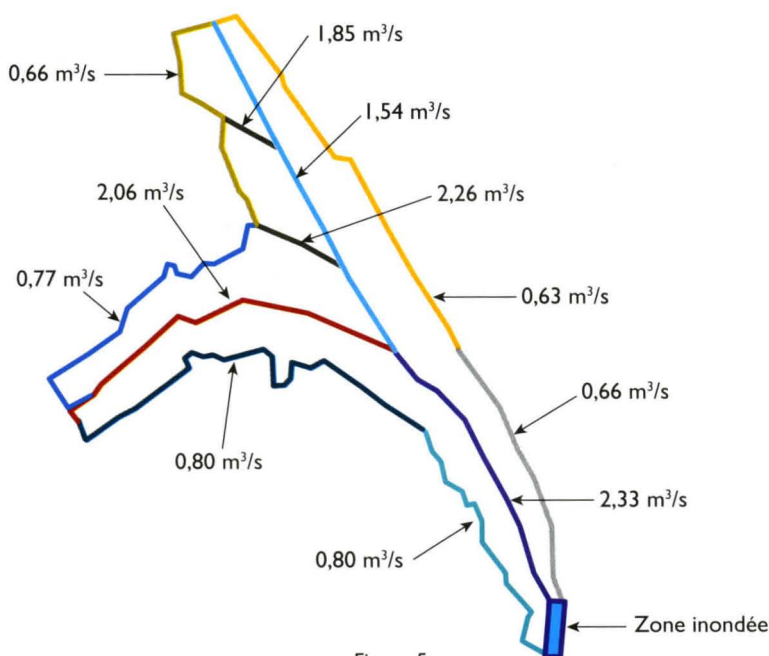


Figure 5.

Débits maximaux drainables par les canaux de Bankandi
(situation actuelle où les cavaliers sont détruits) en considérant leur profondeur.

Fonctionnement hydrologique de l'aménagement

ESTIMATION DES DÉBITS DE POINTE PROBABLES AU NIVEAU DE L'AMÉNAGEMENT

L'application de la formule rationnelle a permis de déterminer les débits maximaux susceptibles d'être observés sur les parties amont de l'aménagement, désignées respectivement par « amont nord » et « amont ouest » (voir fig. 1). Elles ont respectivement une superficie de 1 124,08 hectares et 636,45 hectares. Faute d'observations suffisantes de débits sur l'aménagement, le coefficient de ruissellement du bassin versant (égal à 21 %) incluant le bas-fond a été utilisé (BOSSA *et al.*, en finalisation).

L'application de la loi de Gumbel aux maxima annuels des pluies de 1980-2013 aux stations de Boromo et Gaoua révèle une très petite variation des quantiles correspondant aux mêmes périodes de retour (tabl. 3). La différence varie de 3,6 % à 0,3 % pour respectivement les périodes de retour de 2 à 50 ans. Cependant, les quantiles à Gaoua sont toujours légèrement supérieurs à ceux de Boromo. Les débits de pointe probables pour chaque amont du bas-fond sont présentés dans le tableau 3. Au niveau de l'amont nord, on peut espérer des débits de pointe de 1,87 m³/s tous les deux ans, 2,91 m³/s tous les dix ans et 3,31 m³/s tous les vingt ans. En ce qui concerne l'amont ouest, on peut en moyenne observer des débits de 1,06 m³/s tous les deux ans ; 1,79 m³/s tous les dix ans et 2,03 m³/s tous les vingt ans. En comparant respectivement les quantiles pour différentes périodes de retour, on constate que les débits maxima de l'amont nord sont plus élevés que ceux de l'amont ouest. Cette différence est due principalement à la différence de superficie des deux amonts. L'une des limitations

de cette méthode appliquée dans cette section est la non-disponibilité de données de pluie sur une période suffisante pour chaque amont de l'aménagement afin de tenir compte de la variabilité pluviométrique au niveau de l'aménagement. À défaut, la même intensité de pluie a été considérée pour les deux bassins des amonts.

Tableau 3.

Pluies maximales et débits de pointe estimés pour l'amont nord, l'amont ouest et l'aval du bas-fond de Bankandi.

Période de retour (ans)	2	5	10	20	50
Quantile Boromo (mm/j)	66,7	90,0	105,4	120,2	139,4
Quantile Gaoua (mm/j)	69,1	91,8	106,8	121,2	139,8
Quantile Boromo (mm/h)	2,78	3,75	4,39	5,01	5,81
Quantile Gaoua (mm/h)	2,88	3,82	4,45	5,05	5,82
Amont nord de l'aménagement					
Quantile Boromo (m ³ /s)	1,83	2,47	2,89	3,30	3,83
Quantile Gaoua (m ³ /s)	1,90	2,52	2,93	3,33	3,84
Moyenne quantile	1,87	2,50	2,91	3,31	3,83
Amont ouest de l'aménagement					
Quantile Boromo (m ³ /s)	1,04	1,64	1,92	2,18	2,52
Quantile Gaoua (m ³ /s)	1,07	1,43	1,66	1,88	2,17
Moyenne quantile	1,06	1,54	1,79	2,03	2,35
Aval de l'aménagement					
Quantile Boromo (m ³ /s)	3,40	4,58	5,37	6,12	7,09
Quantile Gaoua (m ³ /s)	3,52	4,67	5,44	6,17	7,12
Moyenne quantile	3,46	4,63	5,40	6,14	7,11

ADÉQUATION DU DIMENSIONNEMENT DES CANAUX DE L'AMÉNAGEMENT PAR RAPPORT À LEUR RÔLE DE DRAINAGE ET D'IRRIGATION

L'évaluation de l'adéquation du dimensionnement de l'aménagement de Bankandi nécessite, en plus des deux précédentes (voir *supra*), une modélisation hydraulique de la propagation de l'écoulement dans les canaux de l'aménagement. À défaut de cette modélisation (pour des raisons de disponibilité de ressources), nous avons procédé à une comparaison des débits aux amonts nord et ouest de l'aménagement avec ceux qui sont susceptibles d'être évacués aux mêmes endroits.

La capacité de drainage du canal central de l'amont ouest est 2,06 m³/s. Cette valeur est largement supérieure aux débits de pointe susceptibles d'être observés tous les vingt ans au niveau du bassin versant correspondant à l'amont ouest. Cela indique que le canal central suffit à lui seul pour assurer un drainage satisfaisant des eaux arrivant par cette partie du bas-fond. Cependant, cette capacité de drainage élevée peut limiter l'infiltration, la rétention des eaux pour l'irrigation en cas de poches de sécheresse. En ce qui concerne le canal central de l'amont nord, sa capacité de

drainage est de $1,54 \text{ m}^3/\text{s}$, impliquant son incapacité à drainer les débits de pointe correspondant à la période de retour de 2 ans. En combinant les capacités de drainage des trois canaux de l'amont nord (soit une valeur de $2,83$), cette partie de l'aménagement n'est pas en mesure d'assurer le drainage des eaux de période de retour 10 ans susceptibles d'être générées par le bassin versant de l'amont nord. Le dimensionnement de l'aval de l'aménagement (capacité de drainage totale de $3,79 \text{ m}^3/\text{s}$) permet d'évacuer les crues de période de retour 2 ans mais non celles dont les périodes de retour dépassent 5 ans. La capacité d'irrigation des canaux fera l'objet de futures investigations au niveau de l'aménagement. La figure 6 présente la capacité de drainage de l'aménagement de Bankandi dans son état initial. On peut noter que la présence des cavaliers augmente de manière substantielle la capacité des canaux.

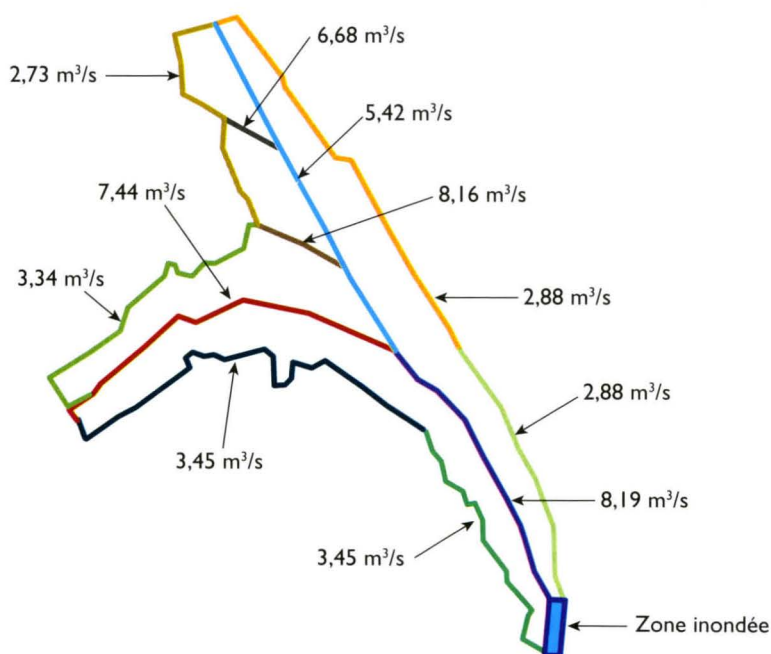


Figure 6.
Capacité de drainage de l'aménagement de Bankandi dans son état initial.

Conclusion

Cette étude porte sur l'analyse du fonctionnement hydraulique et hydrologique de l'aménagement de Bankandi. Pour ce faire, nous avons réalisé des levés topographiques du site, effectué des tests de perméabilité, calculé les débits susceptibles d'être drainés par chacun des canaux du bas-fond, calculé les débits maximaux probables et observables pour différentes périodes de retour, évalué l'adéquation du dimensionne-

ment des canaux de l'aménagement par rapport à leur rôle de drainage (pour différentes périodes de retour) et d'irrigation. Il ressort que, bien que le dimensionnement de l'aménagement ne soit fondé sur aucune méthode scientifique, il semble en général assez bien calibré pour drainer les eaux de période de retour 2 ans, voire 5 ans. Cependant, des ajustements sont nécessaires pour certains canaux de l'aménagement, afin que ces derniers puissent pleinement jouer leur rôle de drainage. En dépit de tout, les résultats obtenus dans cette étude doivent être interprétés au regard des incertitudes inhérentes aux données utilisées et aux méthodes appliquées. D'une part, deux types de données ont été utilisées dans cette étude, il s'agit des données primaires collectées directement sur le site d'étude au cours de différentes campagnes et des données secondaires collectées au niveau de structures bien indiquées. D'autre part, des méthodes empiriques comme la méthode rationnelle et la formule de Manning-Strickler tributaire de plusieurs paramètres empiriques ont été utilisées pour la détermination des débits et autres variables. Au-delà de toutes ces limitations, la robustesse de ces méthodes réside dans leur simplicité d'application dans des zones peu ou très peu jaugées comme notre site d'étude.

Références

BERNADOTTE G., 2006

La méthode rationnelle généralisée : analyse de sensibilité et performance du modèle.

École de Technologie Supérieure,
Université du Québec, Thèse de mémoire.

**BOSSA A. Y., HOUNKPÈ J.,
YIRA Y., SERPANTIÉ G., LIDON B.,
FUSILLIER J. L., SINTONDI L. O.,
TONDOH J., DIEKKRÜGER B., n.d**

Managing new risks and opportunities of agricultural development of African floodplains: Hydro-climatic risks and implications for rice production. *Under Preparation.*

Cerema, 2014

Études de sols pour les ouvrages d'infiltration ou de rétention d'eaux pluviales.

CRR, 2019

Mesure de la perméabilité de surface *in situ*: essai double anneau [online]. Available from: http://www.brrc.be/fr/article/f530_04.

FAO Training, 2019

Perméabilité du sol [online]. Available from:

http://www.fao.org/tempref/FI/CDrom/FAO_Training/FAO_Training/General/x6706f/x6706f09.htm [Accessed 25 Apr 2019].

GARDIA F. A., 2012

Étude d'un réseau de collecte des eaux pour la réalisation des voiries réseaux divers (vrd) du site de 2ie Ouagadougou. 2IE, Ouagadougou.

KERLOCH B., 2015

Le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations [online]. Available from: https://www.pseau.org/outils/ouvrages/cerema_le_dimensionnement_des_reseaux_d_assainissement_pour_les_agglomerations_2014.pdf [Accessed 6 Sep 2019].

PANA Burkina, 2007

Programme national d'adaptation à la variabilité et aux changements climatiques.

Sic G-eau, 2019

Définition des coefficients de Manning-Strickler [online]. Available from: <http://sic.g-eau.net/definition-des-coefficients-de?lang=fr> [Accessed 24 Apr 2019].